

Obsah

1.	Technická správa.....	3
1.1	Opis strešnej konštrukcie – existujúci stav	3
1.2	Opis nosnej konštrukcie – nový stav.....	3
1.3	Zoznam použitých podkladov a noriem	3
2.	Dispozícia krovu	5
3.	Statický výpočet	6
3.1	Krokvy	6
3.1.1	Zaťaženie	6
3.1.2	Výpočet vnútorných síl od kombinácie zaťažení.....	8
3.1.3	Posúdenie odolnosti prierezu	8
3.2	Stĺpiky	9
3.2.1	Výpočet osovej sily od kombinácie zaťažení.....	9
3.2.2	Posúdenie vzpernej odolnosti stĺpikov	9
3.2.3	Posúdenie uloženia stĺpika na prahový trám	9
3.3	ŽB doska	10
3.3.1	Zaťaženie	10
3.3.2	Vnútorné sily	11
3.3.3	Overenie ohybovej odolnosti dosky s ohľadom na ťahovú výstuž pri dolnom povrchu dosky ..	12
3.3.4	Overenie ohybovej odolnosti dosky s ohľadom na ťahovú výstuž pri hornom povrchu dosky..	13
4.	Záver.....	14

1. TECHNICKÁ SPRÁVA

Predmetom tohto statického výpočtu je posúdenie odolnosti nosnej konštrukcie strechy objektu Hlavnej brány hradného areálu Hradu Strečno. Potreba overenia spoľahlivosti strešnej konštrukcie vyplynula z plánovanej rekonštrukcie strešného plášťa.

1.1 Opis strešnej konštrukcie – existujúci stav

Strešná konštrukcia je tvorená dvoma hlavnými časťami:

- nosná konštrukcia strechy
- spádové vrstvy strešného plášťa

Nosnú konštrukciu strechy tvorí železobetónová doska hrúbky 220 mm. Diagnostickou prehliadkou bola stanovená trieda pevnosti betónu C16/20. Pri dolnom povrchu dosky bola detegovaná betonárska výstuž tvorená **5 ϕ V16/m'** v priečnom smere, v pozdĺžnom smere bola zistená výstuž v osových vzdialenostiach 200 mm, avšak priemer nebol zistený. Hrúbka krycej vrstvy výstuže je 20 mm. Vystuženie dosky pri hornom povrchu nebolo možné počas prehliadky zistiť z dôvodu obmedzeného prístupu limitovaného vrstvami strešného plášťa. Priemer a množstvo oceľovej výstuže bude preto potrebné stanoviť počas realizácie rekonštrukčných prác po odstránení vrstiev pôvodného strešného plášťa, a to najmä v mieste vnútorného rohu dosky.

Spád strešného plášťa je vytvorený drevenou konštrukciou uloženou na ŽB doske. Krytina strechy je zhotovená z falcovaných plechových pásov. Vzhľadom na nevyhovujúci technický stav budú všetky spádové vrstvy strešného plášťa vrátane krytiny odstránené a následne nahradené novými.

1.2 Opis nosnej konštrukcie – nový stav

Hlavná nosná konštrukcia strechy tvorená železobetónovou doskou hr. 220 mm zostane zachovaná. Poškodené časti dosky (odpadnutá krycia vrstva, omietka) budú sanované, a to tak pri spodnom povrchu, ako aj prípadné ďalšie poškodenia zistené dodatočne po znesení pôvodných spádových vrstiev strešného plášťa.

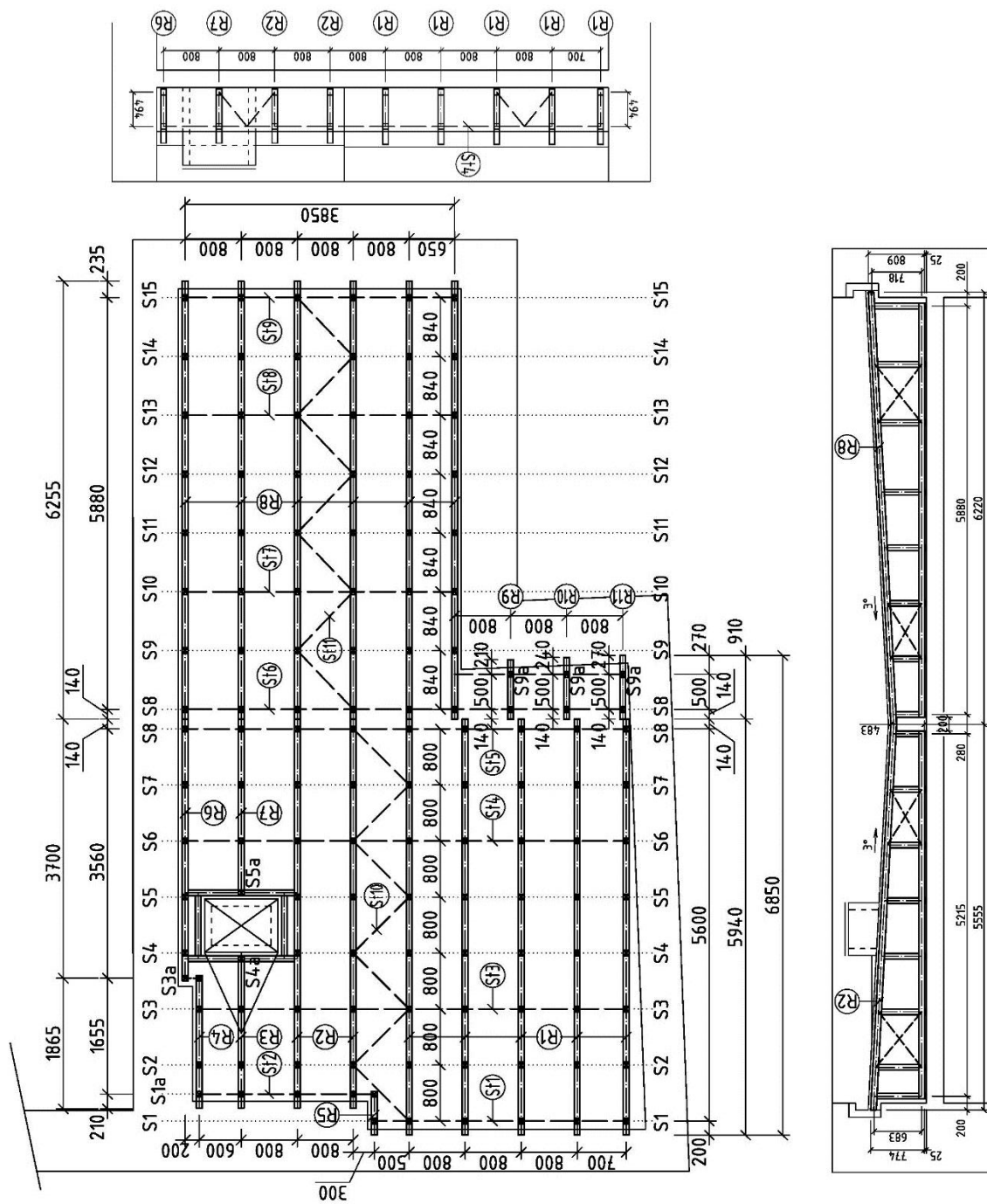
Nová spádová vrstva strešného plášťa je navrhnutá zo smrekového dreva. Je tvorená sústavou drevených rámov rozmiestnených v osových vzdialenostiach à 800 mm, tvorených krokvou, stĺpikmi a prahovým trámom. Krokvy prierezu 80/80 mm sú ukladané v sklone 3° smerom k stredovému odvodňovaciemu žľabu. Sú podporené drevenými stĺpikmi prierezu 80/80 mm každých 800 mm, resp. každých 840 mm. Stĺpiky sú uložené na vodorovných prahových trámoch prierezu 80/80 mm, ktoré sú orientované súbežne s krokvami a na ŽB dosku sú uložené prostredníctvom drevených podložiek hrúbky 25 mm umiestnených pod každým stĺpikom. Priestorová tuhosť drevenej sústavy je zabezpečená systémom drevených pozdĺžnych a priečných stužidiel z drevených fošien prierezu 40/80 mm. Všetky spoje drevených prvkov sú navrhnuté pomocou oceľových hladkých stavebných klinec ϕ 3,1×80 (prípoje diagonál stužidiel), resp. ϕ 4×100 (prípoje stĺpikov ku prahovým trámom a krokvám). Drevená konštrukcia je ukotvená ku ŽB doske pomocou kotevných prvkov z pásovej ocele, ktoré sa ku ŽB doske prichytia pomocou oceľovej kotvy ϕ 8/95 mm a ku prahovým trámom a stĺpikom pomocou 4 klinec ϕ 3,1×80. Kotvenie sa vykoná vždy v mieste križovania drevených rámov a pozdĺžnych stužidiel.

1.3 Zoznam použitých podkladov a noriem

- [1] STN EN 1990+NA+NA1: Zásady navrhovania konštrukcií.
- [2] STN EN 1991-1-1+NA: Zaťaženie konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia - Objemová tiaž, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia budov.
- [3] STN EN 1991-1-3+NA: Zaťaženie konštrukcií. Časť 1-3: Všeobecné zaťaženia. Zaťaženia snehom.
- [4] STN EN 1995-1-1+A1/NA: Navrhovanie drevených konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecne – Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy.

- [5] STN EN 338: Konštrukčné drevo. Pevnostné triedy
- [6] STN EN 1992-1-1+NA: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy

2. DISPOZÍCIA KROVU



3. STATICKÝ VÝPOČET

3.1 Krokvy

Krokvy zo smrekových hranolov 80/80 mm sú podporené stĺpmi v osových vzdialenostiach max. 840 mm. Statickú schému uvažujeme bezpečne ako jednoduchý nosník s rozpätím 0,84 m. Zaťažovacia šírka krokiev je rovná ich osovej vzdialenosti, t.j. 0,8 m.

3.1.1 ZAŤAŽENIE

a) Stále zaťaženie	kN/m²	($\gamma_G = 1,35$)
praný štrk 16-32 mm, hr. 80 mm	$20,0 \cdot 0,080 =$	1,600
separačná vrstva (geotextília) 300g/m		0,003
folia Fatrafol 818/V-UV hr. 1,8 mm		
separačná vrstva (geotextília) 200g/m		0,002
drevené debnenie hr. 30 mm	$4,2 \cdot 0,030 =$	0,126
vlastná tiaž krokiev	$4,2 \cdot 0,08 \cdot 0,08 / 0,8 =$	0,034
spolu		$g_k = 1,765 \text{ kN/m}^2$

b) Premenné zaťaženie – zaťaženie snehom

Normálna návrhová situácia - Prípád A (podľa tab. A.1 v STN EN 1991-1-3) ($\gamma_Q = 1,5$)

Nadmorská výška: $A = 440 \text{ m n.m.}$

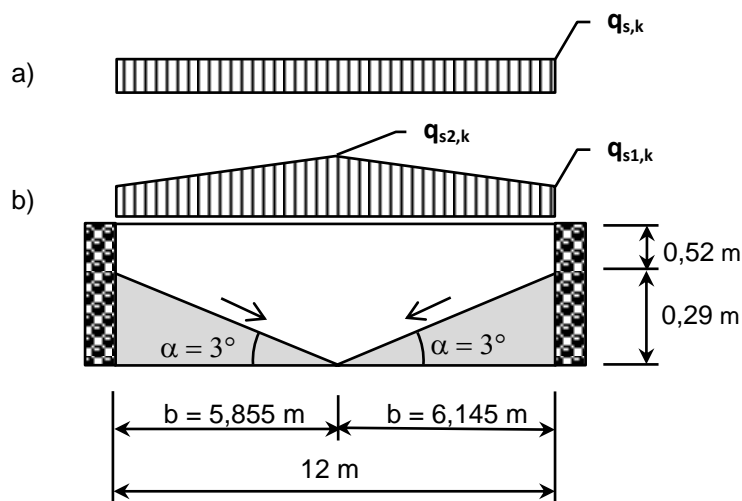
Oblasť zaťaženia snehom: 4 $\Rightarrow a = 0,716 \Rightarrow s_k = a + A/b$
 $b = 430 \Rightarrow s_k = 0,716 + 440/430 = 1,74 \text{ kN/m}^2$

Nezávejové usporiadanie zaťaženia:

Sklon strechy: $\alpha = 3^\circ < 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

Rovnomerné zaťaženie na celú plochu strechy (obr. 3.1a):

$$q_{s,k} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = 1,39 \text{ kN/m}^2$$



Obr. 3.1 Usporiadanie zaťaženia snehom a) nezávejové, b) závejové

Závejové usporiadanie zaťaženia:

Uvažujeme závejové usporiadanie ako pri pílových strechách (podľa 5.3.4 v STN EN 1991-1-3)

Sklon strechy: $\alpha = 3^\circ < 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30 = 0,8 + 0,8 \cdot 3 / 30 = 0,88$$

Nerovnomerné zaťaženie na celú plochu strechy s hraničnými hodnotami (obr. 3.1b):

$$q_{s1,k} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s2,k} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,88 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = \mathbf{1,53 \text{ kN/m}^2}$$

Lokálne snehové záveje za atikou:

Stanovíme ich ako záveje pri výčnelkoch a prekážkach (podľa kap. 6 v STN EN 1991-1-3).

Závej v žľabe: $h = 0,81 \text{ m} \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

$$\mu_2 = \gamma \cdot h/s_k \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

$$\mu_2 = 2,0 \cdot 0,81/1,74 = 0,93$$

Dĺžka záveja: $l_s = 2 \cdot h \quad 5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$

$$l_s = 2 \cdot 0,81 = 1,62 \text{ m} < 5,0 \text{ m} \Rightarrow l_s = 5,0 \text{ m}$$

Zaťaženie: $q_{s1,k} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = \mathbf{1,39 \text{ kN/m}^2}$

$$q_{s2,k} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,93 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}^2}$$

Závej na hrebeni: $h = 0,52 \text{ m} \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

$$\mu_2 = \gamma \cdot h/s_k \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

$$\mu_2 = 2,0 \cdot 0,52/1,74 = 0,60 < 0,8 \Rightarrow \mu_2 = 0,8$$

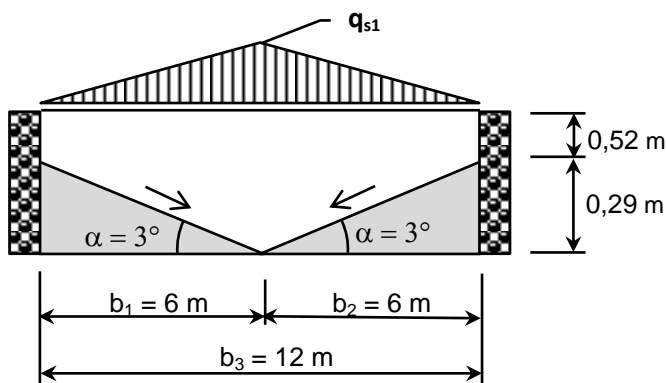
Na hrebeni neuvažujeme s lokálnym závejom.

Mimoriadna návrhová situácia - Prípád B2 (podľa tab. A.1 v STN EN 1991-1-3)

V lokalite Strečna sa podľa prílohy C v STN EN 1991-1-3 nepredpokladá výnimočné sneženie.

Vzhľadom na tvar strechy je však potrebné uvažovať s výnimočnými snehovými závejmi.

Výnimočný závej ako pre píllové strechy (podľa B.2.1 v STN EN 1991-1-3):



Obr. 3.2 Usporiadanie zaťaženia snehom pri mimoriadnom záveji

$$\mu_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h/s_k = 2 \cdot 0,29/1,74 = 0,33 \\ 2 \cdot b_3/(b_1 + b_2) = 2 \cdot 12/(6 + 6) = 2,00 \\ 5 \end{array} \right\} = 0,33 < 0,8 \Rightarrow \text{môžeme zanedbať}$$

Výnimočný závej za atikou (podľa B.4.3 v STN EN 1991-1-3):

Závej v žľabe: Výška atiky: $h = 0,81 \text{ m}$

$$\text{Dĺžka záveja: } l_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 5 \cdot h = 5 \cdot 0,81 = 4,05 \text{ m} \\ l_{\text{žlabu}} = 6,6 \text{ m} \\ 15 \text{ m} \end{array} \right\} = 4,05 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h/s_k = 2 \cdot 0,81/1,74 = 0,93 \\ 2 \cdot b/l_s = 2 \cdot 6,60/4,05 = 3,26 \\ 8 \end{array} \right\} = 0,93$$

Zaťaženie: $q_{s1} = \mu_1 \cdot s_k = 0,93 \cdot 1,74 = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}^2}$

$q_{s2} = 0 \text{ kN/m}^2$ (vo vzdialenosti 4,05 m od atiky)

Závej na hřebeni: Výška atiky: $h = 0,52 \text{ m}$

$$\text{Dĺžka záveja: } l_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 5 \cdot h = 5 \cdot 0,52 = 2,6 \text{ m} \\ l_{\text{žlabu}} = 6,6 \text{ m} \\ 15 \text{ m} \end{array} \right\} = 2,6 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h/s_k = 2 \cdot 0,52/1,74 = 0,60 \\ 2 \cdot b/l_s = 2 \cdot 6,60/2,60 = 5,08 \\ 8 = 8,00 \end{array} \right\} = 0,60 < 0,8$$

Výnimočný závej na hřebeni za atikou môžeme zanedbať.

c) Zaťaženie vetrom

Vzhľadom na nízky sklon strechy ako aj blokovanie atikou je tento vplyv možné zanedbať.

d) Úžitkové zaťaženie strechy

Rovnomerné spojité zaťaženie: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_Q = 1,5$

Osamelé bremeno: $Q_k = 1,0 \text{ kN}$ $\gamma_Q = 1,5$

3.1.2 VÝPOČET VNÚTORNÝCH SÍL OD KOMBINÁCIE ZAŤAŽENÍ

3.1.2.1 Kombinácia zaťaženia pre normálnu návrhovú situáciu:

Kombinácia pre dominantný maximálny lokálny účinok zaťaženia snehom (súčiniteľ kombinačnej hodnoty úžitkového zaťaženia $\psi_0 = 0,0$):

$$p_d = (1,35 \cdot 1,76 + 1,5 \cdot 1,62) \cdot 0,8 = 3,85 \text{ kN/m'}$$

Kombinácia pre dominantný účinok úžitkového spojitého zaťaženia (súčiniteľ kombinačnej hodnoty zaťaženia snehom $\psi_0 = 0,5$):

$$\text{- spojité zaťaženie } p_d = (1,35 \cdot 1,76 + 1,5 \cdot 0,75 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,62) \cdot 0,8 = 3,77 \text{ kN/m'}$$

Kombinácia pre dominantný účinok osamelého bremena:

$$\text{- spojité zaťaženie } p_d = (1,35 \cdot 1,76 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,62) \cdot 0,8 = 2,87 \text{ kN/m'}$$

$$\text{- osamelé bremeno } P_d = 1,50 \cdot 1,00 = 1,50 \text{ kN}$$

3.1.2.2 Kombinácia zaťaženia pre mimoriadnu návrhovú situáciu:

$$p_d = (1,00 \cdot 1,76 + 1,62) \cdot 0,8 = 2,71 \text{ kN/m'}$$

Rozhoduje normálna návrhová situácia. Vnútorne sily na krokve:

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot 3,85 \cdot 0,84^2 = \mathbf{0,34 \text{ kNm}}, \quad \text{resp.: } M_{Ed} = 1/8 \cdot 2,87 \cdot 0,84^2 + 1/4 \cdot 1,50 \cdot 0,84 = \mathbf{0,57 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = 1/2 \cdot 3,85 \cdot 0,84 = \mathbf{1,62 \text{ kN}}, \quad \text{resp.: } V_{Ed} = 1/2 \cdot 2,87 \cdot 0,84 + 1/2 \cdot 1,50 = \mathbf{1,96 \text{ kN}}$$

3.1.3 POSÚDENIE ODOLNOSTI PRIEREZU

3.1.3.1 Návrhové pevnosti materiálu C24

Trieda použitia: 2 (bezpečne) $\Rightarrow k_{mod} = 0,9$

Dĺžka trvania zaťaženia: krátkodobé

Parciálny súčiniteľ spoľahlivosti:

$$\gamma_M = 1,3$$

Pevnosť v ohybe:

$$f_{m,d} = 24 \cdot 0,9/1,3 = \mathbf{16,6 \text{ MPa}}$$

Pevnosť v šmyku:

$$f_{v,d} = 4,0 \cdot 0,9/1,3 = \mathbf{2,77 \text{ MPa}}$$

Pevnosť v tlaku rovnobežne s vláknami:

$$f_{c,0,d} = 21 \cdot 0,9/1,3 = \mathbf{14,5 \text{ MPa}}$$

Pevnosť v tlaku kolmo na vlákna:

$$f_{c,0,d} = 2,5 \cdot 0,9/1,3 = \mathbf{1,73 \text{ MPa}}$$

Pevnosť v ťahu:

$$f_{t,0,d} = 14 \cdot 0,9/1,3 = \mathbf{9,7 \text{ MPa}}$$

3.1.3.2 Prierezové charakteristiky:

$$A = 0,08 \cdot 0,08 = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \quad W_y = 1/6 \cdot 0,08 \cdot 0,08^2 = 0,0853 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

3.1.3.3 Posúdenie ohybovej odolnosti:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{0,57}{0,0853} = 6,68 \text{ MPa} < f_{m,d} = 16,6 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3.1.3.4 Posúdenie šmykovej odolnosti:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h} = \frac{3 \cdot 1,96}{2 \cdot 0,67 \cdot 0,08 \cdot 80} = 0,69 \text{ MPa} < f_{v,d} = 2,77 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3.2 Stĺpiky

Stĺpiky zo smrekových hranolov 80/80 mm sú zaťažené reakciou z krokiev. Zaťažovacia plocha najviac namáhaného vnútorného stĺpika je 0,84×0,8 m.

3.2.1 VÝPOČET OSOVEJ SILY OD KOMBINÁCIE ZAŤAŽENÍ

Rozhodujúca je kombinácia zaťaženia pre normálnu návrhovú situáciu.

Kombinácia pre dominantný maximálny lokálny účinok zaťaženia snehom:

$$N_{Ed} = (1,35 \cdot 1,76 + 1,5 \cdot 1,62) \cdot 0,8 \cdot 0,84 = 3,23 \text{ kN}$$

Kombinácia pre dominantný účinok osamelého bremena:

$$N_{Ed} = (1,35 \cdot 1,76 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,62) \cdot 0,8 \cdot 0,84 + 1,50 \cdot 1,00 = 3,91 \text{ kN}$$

3.2.2 POSÚDENIE VZPERNEJ ODOLNOSTI STĹPIKOV

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 0,70 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr} \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{0,70 \cdot \sqrt{12}}{0,08} = 30,3 \quad \Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 7400}{30,3^2} = 79,55 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{21,0}{79,55}} = 0,5138 \quad \Rightarrow k_c = 0,946$$

3.2.2.1 Posúdenie vzpernej odolnosti:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{3,91}{6,4} = 0,61 \text{ MPa} < k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,946 \cdot 14,5 = 13,7 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3.2.3 POSÚDENIE ULOŽENIA STĹPIKA NA PRAHOVÝ TRÁM

Napätie v sústredenom tlaku kolmo na vlákna:

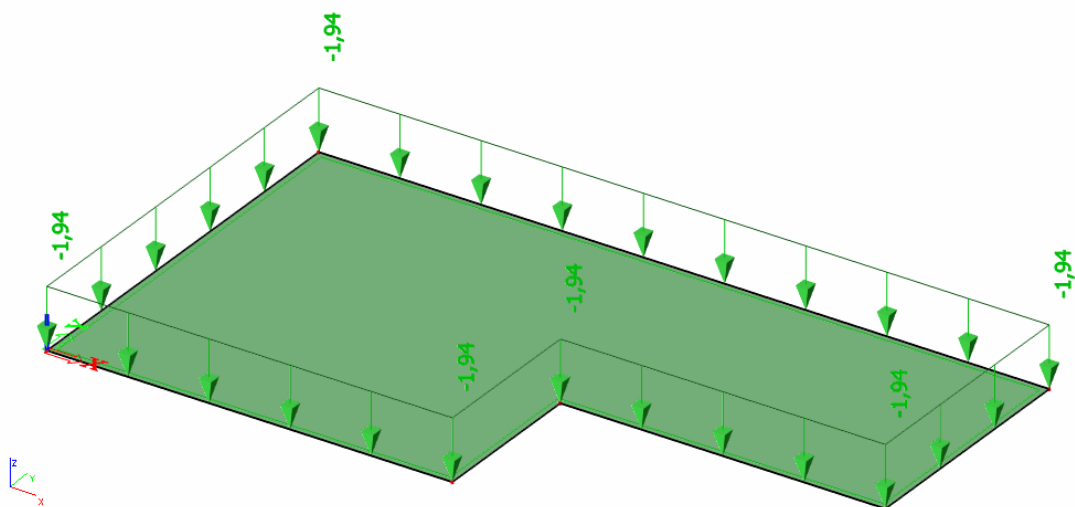
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{ef}} = \frac{3,46}{0,05 \cdot (120 + 2 \cdot 30)} = 0,38 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,25 \cdot 1,73 = 2,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

3.3 ŽB doska

ŽB doska hrúbky 220 mm je zaťažaná reakciami z prahových trámov prostredníctvom drevených podlôžiek. Vzhľadom na hustotu rozmiestnenia podlôžiek 800×800 mm, resp. 800×840 mm môžeme uvažovať spojitú plošnú zaťaženie dosky hodnotami určenými v ods. 3.1.1.

3.3.1 ZAŤAŽENIE

a) <u>Stále zaťaženie</u>		kN/m^2	$(\gamma_G = 1,35)$
zaťaženie na krokvy	(ods. 3.1.1a)	1,765	
tiaž stĺpikov	$4,2 \cdot 0,70 \cdot 0,08 \cdot 0,08 / (0,8 \cdot 0,8) =$	0,029	
tiaž stužidiel		0,010	
tiaž prahových trámov	$4,2 \cdot 0,08 \cdot 0,08 / 0,8 =$	0,034	
tiaž tepelnej izolácie hr. 200 mm	$0,5 \cdot 0,2 =$	0,100	
spolu		$g_k = 1,938 \text{ kN/m}^2$	

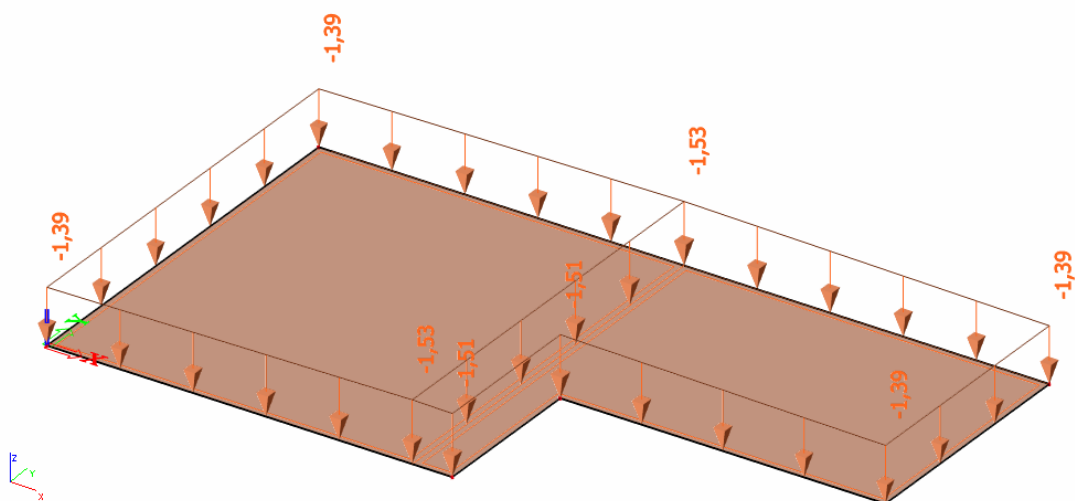


b) Premenné zaťaženie – zaťaženie snehom

Rozhoduje závejové usporiadanie zaťaženia (pozri ods. 3.1.1b, obr. 3.1b) na celú plochu strechy s hraničnými hodnotami:

$$q_{s1,k} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = \mathbf{1,39 \text{ kN/m}^2} \quad \text{pri hrebeni pri atike}$$

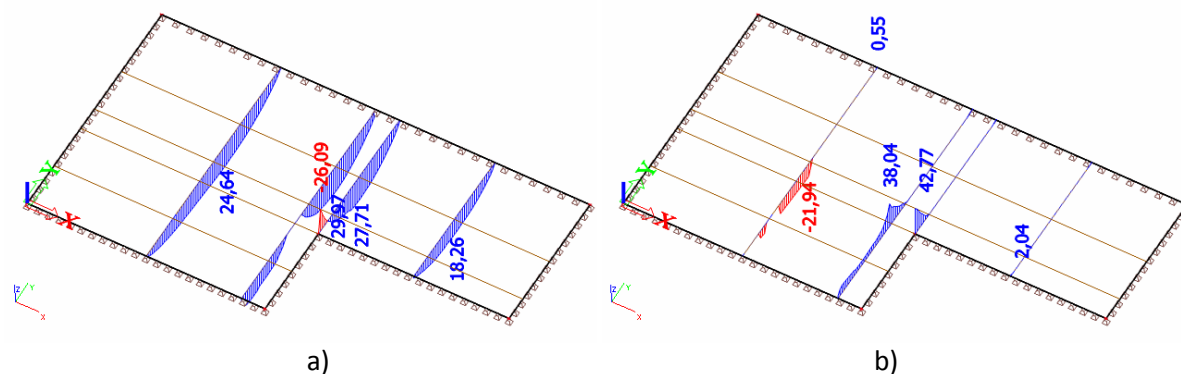
$$q_{s2,k} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,88 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,74 = \mathbf{1,53 \text{ kN/m}^2} \quad \text{nad žlabom}$$



3.3.2 VNÚTORNÉ SILY

Boli stanovené pomocou výpočtového modelu v programe na báze metódy konečných prvkov.

3.3.2.1 Návrhové momenty v priečnom smere



Momenty m_{yD} (knm/m) zodpovedajúce a) dolnému povrchu dosky b) hornému povrchu dosky

Lineárny výpočet, Extrém : Globálny

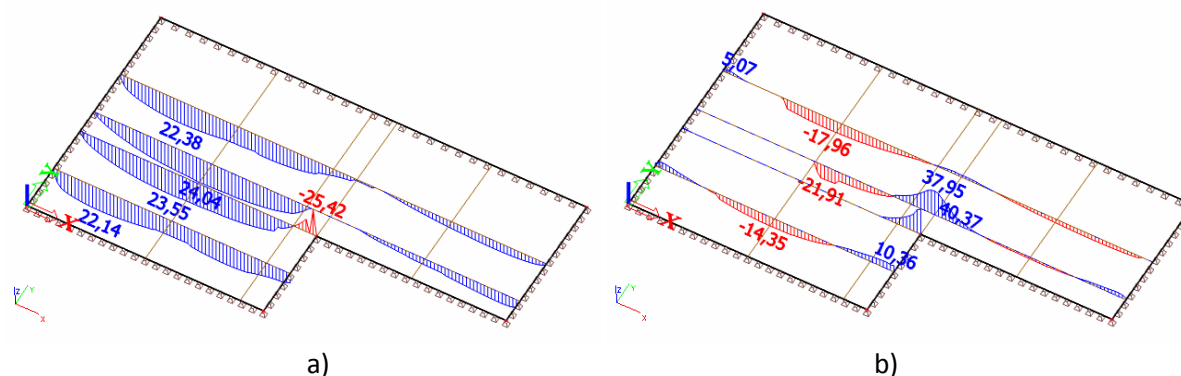
Výber : SE1,SE6,SE7,SE5,S1

Kombinácie : CO1

Základné návrhové veličiny. V uzloch, priem. na prvku.

Stav	Rez	prvok	X [m]	Y [m]	Z [m]	m_{yD+} [kNm/m]	m_{yD-} [kNm/m]	n_{yD} [kN/m]
CO1	SE1	2443	3,330	3,283	0,000	-21,94	23,56	0,00
CO1	SE6	1876	6,660	2,660	0,000	42,77	0,00	0,00
CO1	SE6	1876	6,660	2,761	0,000	37,49	-26,09	0,00
CO1	SE7	4390	6,000	4,783	0,000	0,00	29,97	0,00

3.3.2.2 Návrhové momenty v pozdĺžnom smere



Momenty m_{xD} (knm/m) prislúchajúce a) dolnému povrchu dosky b) hornému povrchu dosky

Lineárny výpočet, Extrém : Globálny

Výber : SE2,SE3,SE8,SE4,S1

Kombinácie : CO1

Základné návrhové veličiny. V uzloch, priem. na prvku.

Stav	Rez	prvok	X [m]	Y [m]	Z [m]	m_{xD+} [kNm/m]	m_{xD-} [kNm/m]	n_{xD} [kN/m]
CO1	SE3	2564	3,483	3,350	0,000	-21,91	23,53	0,00
CO1	SE2	1809	6,660	2,660	0,000	40,37	0,00	0,00
CO1	SE2	1809	6,561	2,660	0,000	36,69	-25,42	0,00
CO1	SE3	2559	2,985	3,350	0,000	0,00	24,04	0,00

3.3.3 OVERENIE OHYBOVEJ ODOLNOSTI DOSKY S OHĽADOM NA ŤAHOVÚ VÝSTUŽ PRI DOLNOM POVRCHU DOSKY

Vzhľadom na dostupné údaje stanovené diagnostickou prehliadkou overíme len ohybovú odolnosť dosky s ohľadom na ťahovú výstuž pri dolnom povrchu dosky.

3.3.3.1 Doska v priečnom smere – ťahová výstuž pri dolnom povrchu

Betón		C16/20	
Char. valcová pevnosť v tlaku	$f_{ck} =$	16 MPa	
Parc. súčiniteľ spoľahlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5	
Súčiniteľ vplyvu dlhodobých účinkov	$\alpha_{cc} =$	1,0	
Návrhová pevnosť v tlaku	$f_{cd} =$	10,67 MPa	
Výstuž		B420B	(10425 (V))
Charakteristická medza klzu	$f_{yk} =$	420 MPa	
Parc. súčiniteľ spoľahlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová medza klzu	$f_{yd} =$	365,22 MPa	
Množstvo ťahovej výstuže		5 ϕ 16 mm	(à 200 mm)
Šírka	$b =$	1000 mm	
Výška	$h =$	220 mm	
Priemer výstuže	$\phi =$	16 mm	
Krytie		c = 20 mm	
	$d_1 =$	28 mm	
Účinná výška prierezu	$d =$	192 mm	
Vzdialenosť ťažiska ťahovej výstuže od ťažiska prierezu	$z_{s1} =$	82 mm	
Minimálna plocha výstuže			
stredná pevnosť betónu v ťahu	$f_{ctm} =$	1,9 MPa	
$A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$	$A_{s,min} =$	226 mm ²	
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d$	$A_{s,min} =$	250 mm ²	
Maximálna plocha výstuže			
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$	$A_{s,max} =$	8800 mm ²	
Plocha výstuže	$A_{s1} = 1005 \text{ mm}^2$	> 226 mm ²	vyhovuje
		> 250 mm ²	vyhovuje
		< 8800 mm ²	vyhovuje
Vzd. neut. osi od tlačenej okraja			
$x = (A_{s1} \cdot f_{yd} - N_{Ed}) / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	$x =$	43,0 mm	
Sila v tlačenej časti			
$F_c = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{cd}$	$F_c =$	367,16 kN	
Rameno vnútorných síl $z = d - 0,4 \cdot x$	$z =$	174,8 mm	
Podmienka tvaru prierezu $\xi = x / d$	$\xi =$	0,2241	< $\xi_{lim} = 0,657$ vyhovuje
			< $\xi_{max} = 0,450$ vyhovuje
			nie je potrebná tlaková výstuž
Moment únosnosti		$M_{Rd} = 64,2 \text{ kN}$	> $M_{Ed} = 29,97 \text{ kN}$ vyhovuje

3.3.3.2 Doska v pozdĺžnom smere – ťahová výstuž pri dolnom povrchu

Priemer výstuže v pozdĺžnom smere nebol prehliadkou zistený. Za predpokladu použitia rovnakého priemeru ako v priečnom smere je ohybová odolnosť dosky nasledovná:

Betón	C16/20	
Char. valcová pevnosť v tlaku	$f_{ck} =$	16 MPa
Parc. súčiniteľ spoľahlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5
Súčiniteľ vplyvu dlhodobých účinkov	$\alpha_{cc} =$	1,0
Návrhová pevnosť v tlaku	$f_{cd} =$	10,67 MPa
Výstuž	B420B	(10425 (V))
Charakteristická medza klzu	$f_{yk} =$	420 MPa
Parc. súčiniteľ spoľahlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15
Návrhová medza klzu	$f_{yd} =$	365,22 MPa
Množstvo ťahovej výstuže	5 ϕ 16 mm	(à 200 mm)
Šírka	$b =$	1000 mm
Výška	$h =$	220 mm
Priemer výstuže	$\phi =$	16 mm

Krytie	c =	36 mm		
	$d_1 =$	44 mm		
Účinná výška prierezu	$d =$	176 mm		
Vzdialenosť ťažiska ťahovej výstuže od ťažiska prierezu	$z_{s1} =$	66 mm		
Minimálna plocha výstuže				
stredná pevnosť betónu v ťahu	$f_{ctm} =$	1,9 MPa		
$A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$	$A_{s,min} =$	207 mm ²		
$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d$	$A_{s,min} =$	229 mm ²		
Maximálna plocha výstuže				
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$	$A_{s,max} =$	8800 mm ²		
Plocha výstuže	$A_{s1} =$	1005 mm²	>	207 mm ² vyhovuje
			>	229 mm ² vyhovuje
			<	8800 mm ² vyhovuje
Vzd. neut. osi od tlačeneho okraja				
$x = (A_{s1} \cdot f_{yd} - N_{Ed}) / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	$x =$	43,0 mm		
Sila v tlačenej časti				
$F_c = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{cd}$	$F_c =$	367,16 kN		
Rameno vnútorných síl $z = d - 0,4 \cdot x$	$z =$	158,8 mm		
Podmienka tvaru prierezu $\xi = x / d$	$\xi =$	0,2445	<	$\xi_{lim} = 0,657$ vyhovuje
			<	$\xi_{max} = 0,450$ vyhovuje
				nie je potrebná tlaková výstuž
Moment únosnosti	$M_{Rd} =$	58,3 kN	>	$M_{Ed} = 24,04$ kN vyhovuje

Minimálna potrebná plocha výstuže v pozdĺžnom smere je min 5 ϕ V10/m', ktorej zodpovedá ohybová odolnosť dosky 24,7 kNm/m.

3.3.4 OVERENIE OHYBOVEJ ODOLNOSTI DOSKY S OHĽADOM NA ŤAHOVÚ VÝSTUŽ PRI HORNOM POVRCHU DOSKY

Z priebehu ohybových momentov na doske je zrejmé, že ťahová výstuž pri hornom povrchu dosky je potrebná len lokálne v mieste vnútorného rohu dosky, v ostatných častiach dosky postačí štandardná konštrukčná výstuž. Vzhľadom na veľkosť ohybových momentov v mieste vnútorného rohu je potrebná plocha ťahovej výstuže pri hornom povrchu dosky min 5 ϕ V14/m' v oboch smeroch.

4. ZÁVER

Na základe statického výpočtu možno konštatovať nasledovné:

- **Navrhnutá drevená spádová konštrukcia** nesúca strešný plášť spoľahlivo prenesie všetky pôsobiace zaťaženia na horný povrch ŽB dosky.
- **Pôvodná nosná konštrukcia strechy** tvorená železobetónovou doskou **bezpečne prenesie** zaťaženia vyvolané novými vrstvami strešného plášťa, ako aj ostatné zaťaženia na ňu pôsobiace (úžitkové zaťaženie, zaťaženie snehom), **ak sú splnené predpoklady** v nasledujúcom bode.
- **Kritickým miestom nosnej konštrukcie** je oblasť vnútorného rohu dosky, kde vznikajú pomerne významné záporné ohybové momenty. Na ich bezpečné prenesenie je potrebná ťahová výstuž pri hornom povrchu dosky **min 5 ϕ V14/m' v pozdĺžnom aj priečnom smere**.
- Nakoľko počas diagnostickej prehliadky pre potreby statického výpočtu nebolo možné detegovať množstvo výstuže pri hornom povrchu ŽB dosky, bude ho **nevyhnutné stanoviť počas rekonštrukčných prác** po odstránení všetkých vrstiev pôvodného strešného plášťa a následne posúdiť ohybovú odolnosť dosky proti záporným ohybovým momentom v mieste vnútorného rohu dosky.

V Žiline, 12.12.2017

Ing. Jozef Gocál, PhD.